

UDK 624.075:699.84

Primljeno 8. 6. 2008.

# Proračun duktilnih konstrukcija na potresna djelovanja

Ljupko Perić

## Ključne riječi

duktilna konstrukcija,  
potresno djelovanje,  
otpornost,  
proračun,  
metoda kapaciteta  
nosivosti,  
plastični zglobovi

## Key words

ductile structure,  
seismic action,  
resistance,  
analysis,  
bearing capacity method,  
plastic hinge

## Mots clés

construction ductile,  
action sismique,  
résistance,  
analyse,  
méthode de capacité  
portante,  
rotule plastique

## Ключевые слова

дуктильная  
конструкция,  
действие землетрясения,  
прочность, расчёт,  
метод мощности  
несущей способности,  
пластичный шарнир

## Schlüsselworte

duktile Konstruktion,  
seismische Wirkung,  
Widerstandsfähigkeit,  
Berechnung,  
Verfahren der  
Tragfähigkeitskapazität,  
plastisches Gelenk

Lj. Perić

Stručni rad

## Proračun duktilnih konstrukcija otpornih na potresna djelovanja

Prikazuje se suvremeni pristup projektiranju i dimenzioniranju duktilnih konstrukcija otpornih na djelovanje potresa. Primijenjena je metoda kapaciteta nosivosti kao integralna metoda proračuna uključujući dimenzioniranje i oblikovanje detalja armiranja osnovnih nosivih elemenata. Navedenom metodom dobiveni su kontrolni mehanizmi pojave plastičnih zglobova s razgraničenom hijerarhijom njihova nastanka i predvidivim kontroliranim ponašanjem pri proračunu potresnog djelovanja.

Lj. Perić

Professional paper

## Analysis of ductile structures resistant to seismic action

A modern approach to the design and dimensioning of ductile structures resistant to seismic action is presented. The bearing capacity method, as an integrated method of analysis, with the dimensioning and shaping of reinforcement details for basic structural elements, is used. This method enabled definition of control mechanisms for the occurrence of plastic hinges, with the delimited hierarchy of their occurrence, and predictable controlled behaviour during analysis of seismic action.

Lj. Perić

Ouvrage professionnel

## Analyse des constructions ductiles résistantes à l'action sismique

Une approche moderne à l'étude et le dimensionnement des constructions ductiles résistantes à l'action sismique est présentée. La méthode de capacité portante, en tant qu'une méthode intégrée d'analyse, avec le dimensionnement et le modelage des détails de ferrailage pour des éléments structurels de base, est utilisé. Cette méthode a permis la définition des mécanismes de contrôle de formation des rotules plastiques, avec la hiérarchie délimitée de leur formation, et le comportement prévisible et contrôlé au cours de l'analyse de l'action sismique.

Л. Перич

Отраслевая работа

## Расчёт дуктильных конструкций, прочным к действию землетрясений

В работе показывается современный подход к проектированию и установлению размеров дуктильных конструкций, прочным к действию землетрясений. Применён метод мощности несущей способности как интегральный метод расчёта, включая установление размеров и формирование деталей армирования основных несущих элементов. Приведённым методом получены контрольные механизмы появления пластичных шарниров с разграниченной иерархией их возникновения и предвидимым контролируемым поведением при расчёте действия землетрясения.

Lj. Perić

Fachbericht

## Berechnung duktiler Konstruktionen widerstandsfähig gegen seismische Wirkungen

Dargestellt ist ein zeitgemässer Zutritt zu Entwurf und Bemessung von duktilen Konstruktionen die gegen seismische Wirkungen widerstandsfähig sind. Angewendet wurde das Verfahren der Tragfähigkeitskapazität als integrale Berechnungsmethode, einschliessend Bemessung und Detailgestaltung der Bewehrung der Haupttragelemente. Mit dieser Methode erhielt man Kontrollmechanismen der Erscheinung von plastischen Gelenken mit abgegrenzter Rangordnung deren Entstehung und vorsehbarem kontrolliertem Verhalten bei der Berechnung der seismischen Wirkung.

Autori: **Ljupko Perić**, dipl. ing. građ., partner u inženjerskom birou MWV Bauingenieure AG, Baden i Zürich, Švicarska

## 1 Uvod

Potresna su djelovanja posljedica kompleksnih seizmoloških promjena u Zemljinoj kori, krutoj ljusci debljine 10 (oceani) - 70 km (Alpe) koja pliva na tzv. Mohorovičićevu sloju želatinozne konzistencije [1]. Potresi su po svom karakteru nepredvidivi i metodama inženjerske tehnike računski teško opisivi fenomeni. Nemoguće je, osim u rijetkim slučajevima, u konzistentnom i zatvorenom matematičkom obliku formulirati potresno djelovanje na konstrukciju i njezin odziv na to djelovanje u realnoj vremenskoj domeni. Kako bi se na tehnički prihvatljiv način riješio problem potresnog djelovanja razvijeno je više međusobno različitih metoda inženjerske analize. Osnovna svojstva metoda koje se danas rabe u inženjerskoj praksi prikazana su u tablici 1.

U današnjoj se praksi kojom dominiraju računalni programi velikih mogućnosti najčešće primjenjuje metoda spektra odziva. Kod primjene spektara odziva trošenje (disipiranje) energije u konstrukciji i materijalna nelinearnost uzimaju se u obzir paušalno tzv. faktorom ponašanja „q“. Rezultat proračuna spektroma odziva su rezne sile (savijanje i posmik) odnosno granična stanja povezuju sa silama, pa se kaže da je postupak utemeljen na silama i predstavlja klasični postupak proračuna konstrukcija. Postupkom se ne provodi naknadna provjera duktilnosti pretpostavljena izborom faktora ponašanja „q“.

## 2 Moderni pristup projektiranju konstrukcija otpornih na potres

Temeljna ideja modernog pristupa projektiranju konstrukcija otpornih na potres uzima u obzir činjenicu da je za ponašanje konstrukcije izložene potresnom djelovanju odlučujuća nosivost (otpornost) konstrukcije u odnosu na horizontalne sile i deformabilnost (duktilnost) konstrukcije što se može izraziti sljedećom jednostavnom relacijom

Potresna otpornost = elastična otpornost  $\times$  duktilnost

Iz ove relacije slijedi da se za jednu te istu potresnu otpornost može u određenim okvirima slobodno birati kombinacija između mjere elastične krutosti (robusnosti, jakosti konstrukcije) i mjere duktilnosti (deformabilnosti, mekoće) konstrukcije.



Slika1. Prikaz odnosa nosivosti i duktilnosti konstrukcije otporne na potres

Tablica 1. Svojstva metoda proračuna potresnih djelovanja

	Približna metoda ekvivalentnog stat. djelovanja	Modalni proračun spektroma odziva	Nelinearna statički proračun metodom postup. guranja	Nelinearni, izravni dinamički proračun
dinamički model	linearni sustav s jednim stupnjem slobode	linearni sustav s više stupnjeva slobode	nelinearni sustav s jednim stupnjem slobode	nelinearni sustav s više stupnjeva slobode
geometr. model	2d	2d ili 3d	2d	2d ili 3d
model materijala	linearnoelastični	linearnoelastični	nelinearni	nelinearni
prigušenje	viskozno	viskozno	viskozno	viskozno i histerežno
vlastiti oblici	osnovni vlastiti oblik	svi vlastiti oblici	osnovni vlastiti ton	-
torzija se uzima u obzir	fakt. povećanja	linearno	fakt. povećanja	nelinearno
uzimanje u obzir materijalne nelinearnosti	faktorom ponašanja „q“	faktorom ponašanja „q“	nelinearni model materijala	nelinearni model materijala
potresno djelovanje	računskim spektrom	računskim spektrom	računskim spektrom	vremenskim zapisom realnog potresa
rezultati	rezne sile i pomaci	rezne sile i pomaci	potrebna duktilnost (lokalna), rezne sile i pomaci	potrebna duktilnost (lokalna), rezne sile i pomaci
primjena	pravilni, simetr. nosivi sklopovi	sve konstrukcije	pravilni, simetr. nosivi sklopovi	sve konstrukcije
tipična primjena	dimenzioniranje	dimenzioniranje	kontrola postojećih građevina	građevine velike važnosti
utrošak vremena	mali	srednji	srednji	veliki

Sve metode temeljene na pomacima pretpostavljaju veću sposobnost deformiranja konstrukcije što omogućava smanjenje potresnih sila odnosno smanjenje potresne otpornosti konstrukcije čime se pojeftinjuje izvedba, a stupanj „kontroliranoga“ očekivanog ponašanja konstrukcije u slučaju potresa povećava.

### 3 Metoda kapaciteta nosivosti

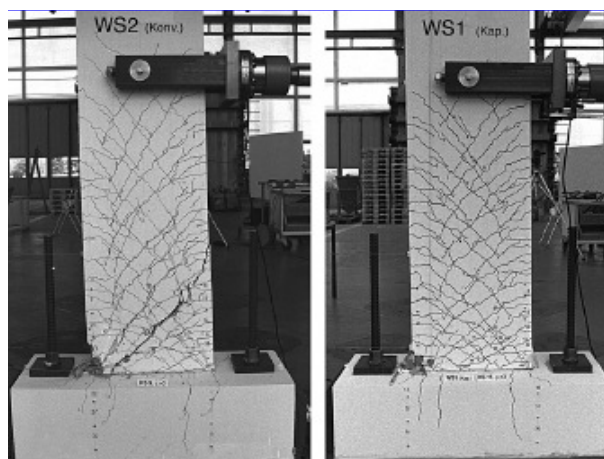
#### 3.1 Općenito

U sedamdesetim godinama prošlog stoljeća u radovima Th. Paulaya i R. Parka na sveučilištu Canterbury, Christchurch, Novi Zeland razvijena je metoda kapaciteta nosivosti koja, iako temeljena na silama, ima i bitne značajke metode temeljene na pomacima. Metoda se radovima Bachmana s IBK ETH Zürich dalje razvijala i prilagođavala europskoj praksi. Danas je našla široku primjenu u Europi i konačno je uvedena u Eurokod 8. Neupitne prednosti metode kapaciteta nosivosti nad klasičnom metodom dimenzioniranja betonskih konstrukcija otpornih na ciklička djelovanja sadržane su u sljedećem:

- drastičnom smanjenju proračunskih (potresnih) sila
- velikoj sigurnosti od rušenja
- kontroliranoj mjeri očekivanih deformacija
- učinkovitoj kontroli oštećenja
- velikoj fleksibilnosti u slučajevima promjene namjene građevina
- praktički istoj cijeni koštanja.

#### 3.2 Definicija

Metoda kapaciteta nosivosti temeljna je deterministička metoda dimenzioniranja i konstrukcijskog oblikovanja detalja armiranja. U nosivom sklopu uspostavlja se hijerarhija kapaciteta nosivosti presjeka po visini nosivog elementa. Područja plastičnih zglobova inženjer odabire svjesno, a konstrukcijski se oblikuju tako da se pod djelovanjem računskoga potresnog opterećenja uspostavi povoljan plastični mehanizam. Plastični se zglobovi dimenzioniraju tako da mogu razviti zahtijevani stupanj duktilnosti. Preostali dijelovi nosivog sklopa, za koje nije poželjna plastifikacija, dimenzioniraju se tako da ostanu u elastičnom području. Takav sustav može razviti velike deformacije, ima stabilno neelastično ponašanje i izraženu sposobnost disipiranja energije u plastičnom zglobu. Za ilustraciju ovih tvrdnji neka posluže rezultati eksperimentalnih istraživanja provedenih na IBK ETHZ [1]. Oba zida su opterećena jednakom cikličkom silom odnosno izloženi su istomu momentu savijanja.



Slika 2. Jednakom cikličkom silom opterećeni zid dimenzioniran klasičnom metodom (preuranjeni lom posmikom - lijevo) i metodom kapaciteta nosivosti (izrazito duktilno ponašanje- desno) [7]

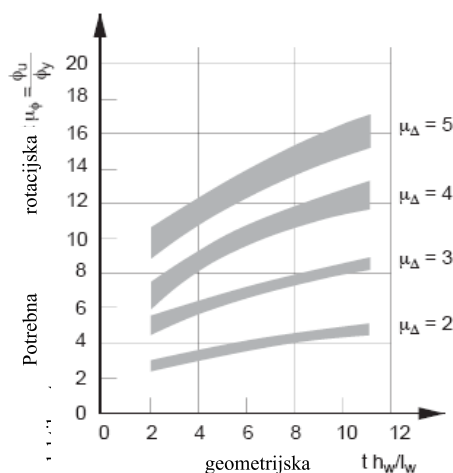
#### 3.3 Osnovni parametri na kojima se temelji metoda kapaciteta nosivosti

Detaljnije predstavljanje parametara metode kapaciteta nosivosti zbog ograničenosti prostora nije moguće, pa na ovome mjestu upućujemo na literaturu [1], [2], [3], [4] i [6].

##### 3.3.2 Duktilnost

Duktilnost je svojstvo materijala da razvije velike plastične deformacije, a definira se kao odnos deformacija na granici sloma i deformacija na granici velikih izduženja. Rotacijska se duktilnost može izraziti u funkciji duktilnosti horizontalne pomičnosti kao:

$$\mu_{\Phi} = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} = \frac{\mu_{\Delta} - 1}{3 \cdot \frac{h_{pl}}{h_w} \left( 1 - \frac{h_{pl}}{2 \cdot h_w} \right)} \quad (1)$$



Slika 3. Dijagram međusobne ovisnosti lokalne i globalne duktilnosti [2]

Prema EC8 – (točka 5.4.3.4.2) duljina plastičnog zgloba je:  $h_{pl} \leq 2l_w$ ; odnosno za zgrade do 6 katova  $h_{pl} \leq h_s$ . Za postizanje određenog stupnja (globalne) duktilnosti pomaka  $\mu_\Delta$  potrebna je 2-3 puta veća rotacijska (lokalna) duktilnost  $\mu_\Phi$ , što je ilustrirano dijagramom na slici 3.

### 3.3.2 Proračunski koeficijent efektivne otpornosti u postelastičnom području

Konstrukcije izložene potresnom djelovanju projektiraju se tako da u projektiranom vijeku trajanja, statistički gledano, samo jedanput moraju pretrpjeti proračunski (normirani) potres. Pri tome ne smiju biti premašena dopuštena deformiranja niti smije doći do rušenja konstrukcije. Kako se cjelokupna analiza osniva na graničnim vrijednostima (slomu), nužno je odrediti stvarne vrijednosti otpornosti poprečnih presjeka odnosno njihove kapacitete nosivosti na granici sloma. Za proračun otpora na granici sloma moraju se primijeniti srednje vrijednosti čvrstoća uporabljenih materijala. Stvarne čvrstoće armiranobetonskih presjeka su veće i do 50-100 % od onih proračunskih. Ove razlike imaju nekoliko uzroka: odabir veće armature od računski potrebne, karakteristične čvrstoće znatno veće od računskih, ojačanje betonskog čelika u postelastičnom području te oblikovanje detalja armiranja ovijanjem tlačnog područja betona.

#### Beton

Prema [2], str. 107./108., za proračun stvarne čvrstoće betona treba uzeti tlačnu čvrstoću betona određenu na valjku

$$f_c' = 0,9(f_{cw, \min} + 0,4 \cdot s_w) \quad (2)$$

pri čemu su  $f_{cw, \min}$  i  $s_w$  minimalna tlačna čvrstoća kocke (2 %-fraktil) odnosno standardno odstupanje tlačne čvrstoće ispitivanjem kocke. Tako za betone C25/30 i standardno odstupanje od 4,5 N/mm<sup>2</sup> dolazimo do proračunske vrijednosti čvrstoće betona od  $f_c' = 28,6$  N/mm<sup>2</sup>.

#### Čelik za armiranje

Prema [2], str. 103./105., ali i prema EC slično i prema nHRN EN 10080-2,3 i 4, u plastičnom zglobov smije se rabiti isključivo čelik za armiranje B 500C odnosno B450C koji ispunjava uvjet da mu je omjer vlačne čvrstoće i granice razvlačenja pri izduljenju od 40 promila  $R_m/R_e > 1,15$ . Tako se ojačanje u postelastičnom području može izraziti kao:

$$\lambda_0(z\alpha\varepsilon_s = 0,04) = \frac{R_m}{R_e} = \frac{580}{460} = 1,26 \geq 1,15 \quad (3)$$

### 3.3.3 Princip jednakog maksimalnog pomaka

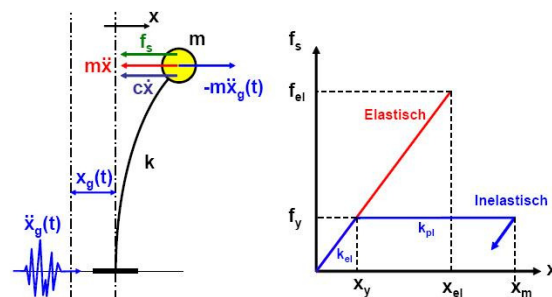
Iz dijagrama prikazanoga na slici 1. slijedi da konstrukcije s malom otpornosti (recimo zbog malog postotka

armiranja betonskog presjeka) nedostatak otpornosti poprečnog presjeka moraju kompenzirati sposobnošću razvoja plastičnih deformacija odnosno duktilnosti. To znači da takvi presjeci stabilno „rade“ u neelastičnom području.

U praksi se na temelju stupnja duktilnosti, odnosno sposobnosti sustava da disipira energiju istim faktorom, reducira ovojnica elastičnog spektra odziva, a postupak dimenzioniranja provede za tako određene, umanjene rezne sile na klasičan način.

Ovaj je postupak omogućila jednostavna činjenica koju su uočili Newmark i Hall 1982., da i elastični i neelastični sustav s jednim stupnjem slobode za iste periode imaju iste pomake (slika 4.). Poslije su ovu ovisnost preuzeli i modificirali mnogi autori, a među njima i Vidić, Fajfar i Fišinger čiji se prijedlog bilinearnog faktora redukcije rabio u metodi N2 [11] predstavljenoj u kratkim crtama i u Građevinaru [10]. Da bi se elastični spektar odziva reducira, potrebno je poznavati ovisnost globalne duktilnosti sustava pomaka  $\mu_\Delta$  i faktora redukcije  $R_y$  potresnih sila. Ove su veličine ovisne jedna o drugoj. Vrijednost faktora redukcije razlikuje se za periode

$$T < T_c \text{ i jednaka je } \mu_\Delta = (R_y - 1) \frac{T_c}{T} + 1, \text{ dok je za } T \geq T_c; \mu_\Delta = R_y \quad (4)$$



Slika 4. „Princip“ istih pomaka na kojem se temelji prijelaz s elastičnog na neelastični spektar odziva primjenom faktora redukcije  $R_y$  [7]

Pravilo istih pomaka vrijedi za granične periode od  $T_c = 0,5-0,7$  s pa na više. Za periode ispod 0,5 s (nema plastifikacije) pravilo istih pomaka ne vrijedi, pa se u tom području primjenjuje pravilo istog utroška energije.  $T_c$  je granični period između kratkih perioda koje karakteriziraju konstantna pseudoubzbranja i područja srednjih i dugih perioda koje karakteriziraju konstantne pseudobrzine u spektrima odziva.

### 3.3.4 Izbor faktora globalne duktilnosti i koeficijenti redukcije

Globalna duktilnost sustava  $\mu_\Delta$  i faktor redukcije  $R_y$  međusobno su zavisne veličine. Izborom faktora global-

ne duktilnosti, koji u normama obilježavamo faktorom ponašanja „q“, praktički definiramo razinu potresnog opterećenja (redukcijom elastičnog spektra odziva), a time izravno i veličine reznih sila na koje će konstrukcija biti dimenzionirana, ali i postavili zahtijevanu razinu duktilnosti pomaka koju nosivi sustav mora ispuniti. U literaturi i različitim nacionalnim normama faktori ponašanja daju se opisno za okvirne sustave i sustave od armiranobetonskih zidova te za zidane sustave za koje se podrazumijevaju različita ponašanja u slučaju potresnog djelovanja. Vrijednosti u tablici 2. daju kratak pregled duktilnosti izraženih faktorom ponašanja „q“ u različitim zemljama za različite nosive sklopove.

Tablica 2. Prosječni faktori ponašanja u različitim normama (M.J.N. Priestley)

Tip nosivog sustava	SAD – zapadna obala	Japan	Novi Zealand	Europa
Betonski zidovi	5	1,8-3,3	7,5	4,4
Čelični okvir	8	2	9	6,3
Zidovi od zida	3,5	-	6	3
Složeni sklop zid-okvir	8	1,8-3,3	6	5,85

Očito je da vrijednost paušalno zamišljenoga faktora ponašanja jako divergira, pa se postavlja pitanje koja je njegova realna proračunska vrijednost. Važnost ovoga pitanja relativizira metoda kapaciteta nosivosti koja na početku postupka proračuna na temelju zahtijevane duktilnosti usvojeni faktor ponašanja na kraju proračuna provjerava osiguravajući na taj način konzistentnost pretpostavki i ostvarenih rezultata proračuna. Za proračun nosivih sustava kojima su primarni nosivi elementi armiranobetonski zidovi koji rade na savijanje, vrijednost globalne duktilnosti pomaka može se usvojiti između  $\mu_{\Delta} = 3$  do 4. Ovaj zahtjev vodi redovito razumnim dimenzijama nosivih elemenata s istodobnim ispunjavanjem zahtjeva glede dopuštenih horizontalnih deformiranja odnosno oštećenja na nenosivim elementima, kao i prihvatljivoj veličini dilatacijskih razdjelnica ako one postoje.

Konstrukcije proračunane s faktorom globalne duktilnosti odnosno s faktorom ponašanja  $q = 3$  pripadaju ograničeno duktilnim konstrukcijama koje se dimenzioniraju ili klasičnom metodom ili metodom kapaciteta nosivosti. Sustav mora biti u stanju izdržati 4 ciklusa (8 promjena opterećenja) s maksimalnim pomakom od  $\Delta_u = q \cdot \Delta_y$ . Pri tomu otpornost na horizontalne sile ne smije pasti više od 20 %.

Dopuštena vrijednost međusobnog pomaka katova daje se tzv. indeksom međukatnog pomaka (*Interstory Drift Index- IDI*) u zavisnosti od faktora globalne duktilnosti:

$$\mu_{\Delta} = 1 \Rightarrow v_{H,\max} = h/300 = 0,3 \%; \Delta/h = 0,003$$

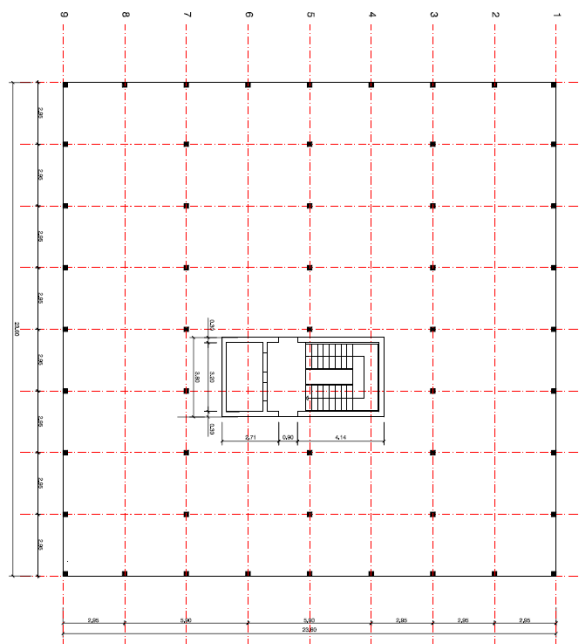
$$\mu_{\Delta} = 3 \Rightarrow v_{H,\max} = h/100 = 1,0 \%; \Delta/h = 0,01$$

$$\mu_{\Delta} = 6 \Rightarrow v_{H,\max} = h/50 = 2,0 \%; \Delta/h = 0,02 \quad (5)$$

#### 4 Proračunski primjer uredske zgrade Lonza Visp u Vallisu- Švicarska

##### 4.1 Osnovni podaci za proračun

Na slici 5. prikazan je tlocrt kata poslovne zgrade u švicarskom Vispu. Radi se o seizmički najaktivnijem području u švicarskim Alpama s proračunskim ubrzanjem tla od  $a_g = 1,6 \text{ m/s}^2$ . Zgrada ima 6 katova, ploče leže na stupovima, veza stupova i ploča je zglobova, a zgrada je stabiliziran zidovima stubište jezgre dimenzija  $3,8 \times 7,75 \text{ m}$ . Katna visina je  $3,2 \text{ m}$ , a debljina zidova iznosi  $30 \text{ cm}$ . Ukupna je ploština tlocrta  $23,8 \times 23,8 \text{ m}$ , a debljina ploče  $22 \text{ cm}$ . Podna ploča leži na temeljnom roštilju. Zgrada je temeljena na pilotima. Zbog visoke razine podzemnih voda kota podne ploče odgovara razini okolnog terena. Ukopanih podrumskih etaža nema.



Slika 5. Tlocrt zgrade

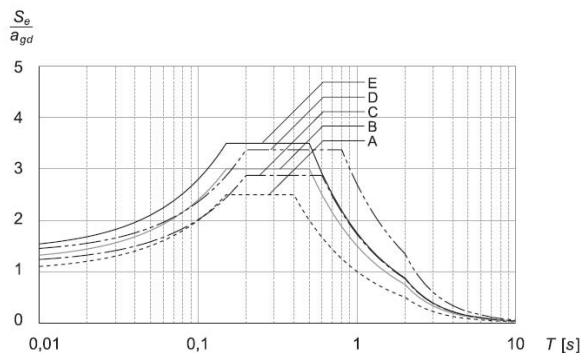
Proračun je proveden za svojstva materijala (beton i čelik) prema točki 3.3.2.

Tlo na kome je zgrada temeljena jesu naizmjenično uslojene aluvijalne naslage (razred C ili D) i pijesak srednje zbijenosti (razred B). Takav opis tla odgovara razredu tla E. Periodi: donja granica konstantnoga spektral-



nog ubrzanja  $T_B = 0,15$ , gornja granica konstantnoga spektralnog ubrzanja  $T_C = 0,5$  i period na granici konstantnih spektralnih pomaka  $T_D = 2$  s.

$$\max Se/a_{gd} = 3.5$$



Slika 6. Proračunski spektar odziva

Katne mase za sve ploče (iznad prizemlja i triju katova) bile su približno iste 352,00 t.

#### 4.2 Statički model

Katne se mase razlikuju neznatno, a zidovi koji primaju potresno opterećenje su gotovo simetrični u odnosu prema tlocrtu, pa je dinamička svojstva nosivog sklopa moguće približno odrediti na modelu ekvivalentnoga modalnog sustava s jednim stupnjem slobode. Potrebni parametri i način prevođenja multimodalnog na ekvivalentni sustav s jednim stupnjem slobode detaljno su opisani u [3]. Na zamjenjujućem sustavu s jednim stupnjem slobode, koji je prikazan na slici 3., određene su sljedeće vrijednosti momenata savijanja odnosno zamjenjujućih horizontalnih sila (periode i frekvencije vidi pod 4.4.3).

$$M_{d,1} = S_d \cdot m^* \cdot h^* = \frac{2,5 \cdot a_g}{q} \cdot S \cdot \frac{T_C}{T} m^* \cdot h^* =$$

$$= \frac{2,5 \cdot 1,6}{3} \cdot 1,4 \cdot \frac{0,5}{0,83} \cdot 1409 \cdot 15,1 = 23924,7 \text{ kN}$$

Pripadajuća posmična sila na mjestu upetosti iznosi  $V_{d,a} = 1584,5$  kN

Pripadajuća normalna sila od gravitacijskih opterećenja je neznatna i iznosi:  $N_d = 294$  kN. Indeks 1 upućuje na to da su utjecaji određeni za osnovni oblik, a zvjezdica da je rabljen zamjenjujući sustav s jednim stupnjem slobode [3].

*Napomena:* Proračun računalnim programom s konačnim elementima daje različite vrijednosti posmičnih sila u zidovima koji prihvaćaju potres u Y-smjeru. Veća od dviju sila iznosi oko 750 kN, što približno odgovara vrijednosti  $0,5 \cdot 1584,5 = 792$  kN, čime se potvrđuje točnost približnog proračuna na zamjenjujućem sustavu s jednim stupnjem slobode.

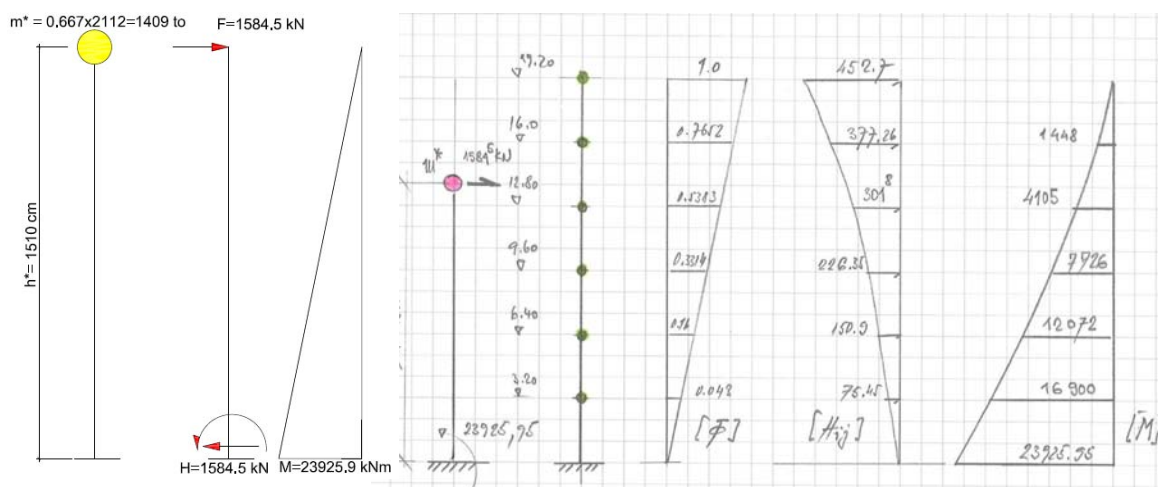
#### 4.3 Parametri proračuna

##### 4.3.1 Rotacijska duktilnost

Za ukupnu visinu zgrade  $h = 3,2 \times 6 = 19,2$  m vitkost zidova u smjeru x odnosno y jest:

$$h/l_x = 19,2/7,45 = 2,5 \text{ odnosno } h/l_y = 19,2/3,5 = 5,5.$$

Iz slike 3. slijedi da je veličina potrebne rotacijske duktilnosti  $\mu_\phi \approx 6,0$ . Stvarna vrijednost rotacijske duktilnosti bit će provjerena u 4.5.4.



Slika 7. Ekvivalentni sustav s jednim stupnjem slobode (lijevo). Model sa 6 stupnjeva slobode, prvi oblik oscilacija raspored zamjenjujućih sila po visini i momenti savijanja na zamjenjujućem sustavu (desno).

#### 4.3.2 Maksimalni katni pomak

Iz uvjeta maksimalnoga katnog pomaka slijedi da ukupni horizontalni pomaci vrha zgrade ne bi trebali biti veći od  $0,01 h = 19,2 \text{ cm}$ .

Proračunom se došlo do vrijednosti

$$\delta_{el} = \delta_{H,rač} \cdot q = 37,8 \cdot 3 = 113 \text{ mm} < 192 \text{ mm} \Rightarrow \text{zadovoljava}$$

#### 4.3.3 Duljina plastičnog zgloba

Visina plastičnog zgloba je prema EC8 [5]  $h_{pl} \leq h_s = 3,2 \text{ m}$ .

U EC 8 se za visinu plastičnog zgloba rabi oznaka  $h_{cr}$ .

#### 4.3.3 Krutost na savijanje

Dinamička svojstva sustava ovisna su o krutosti nosivog sklopa na savijanje i posmik. Kako se u slučaju potresa aktiviraju plastični mehanizmi kao temeljna pretpostavka metode kapaciteta nosivosti, pri procjeni krutosti raspucanost presjeka mora se uzeti u obzir. U [3] je naveden niz parametara kojima se manje – više jednostavno određuje stvarna preraspodjela krutosti po visini nosivog sklopa koji se u upetim dijelovima plastificira. Ovdje ćemo se u svrhu praktične primjene zadovoljiti podacima koji se nalaze u pristupačnoj literaturi, kao što je recimo norma NZS 3101 (Novi Zeland) [8] koja za zgrade stabilizirane zidovima dimenzionirane metodom kapaciteta nosivosti predlaže sljedeće vrijednosti krutosti na savijanje u zavisnosti od veličine svedene normalne sile odnosno iskorištenosti presjeka na tlak.

$$N / f_c' \cdot A_C = 0,2 \quad I_{eff} = 0,45 I_C; \quad N / f_c' \cdot A_C = 0,0 \\ I_{eff} = 0,25 I_C$$

$$N / f_c' \cdot A_C = -0,1 \quad I_{eff} = 0,15 I_C \quad (\text{vlak}) \quad (6)$$

Za zidove dimenzionirane konvencionalnom metodom krutost može se izraziti kao

$$I_{eff} = 0,6 + \frac{Nd}{A_C \cdot f_c'}, \quad \text{za vlak vrijednost } N\text{-sile ima}$$

negativan predznak.

Iz slike 5. vidi se da su oko zidova ukrute raspoređeni stupovi koji preuzimaju vertikalno opterećenje ploča. Tako su svedene normalne sile na mjestu upetosti neznačajne. Dakle, u proračun dinamičkih parametara treba ići s vrijednostima krutosti na savijanje  $I_{eff} = 0,25 I_C$

#### 4.4 Vrijednosti dinamičkih parametara $T$ i $f$

Proračunom računalnim programom došlo se do vrijednosti za prvi oblik u Y- smjeru (kraći zidovi)  $T_{0,Y} = 0,83 \text{ s}$ , odnosno  $f_{0,Y} = 1,2 \text{ Hz}$  odnosno za prvi oblik u smjeru X (dulji zidovi)  $T_{0,X} = 0,53 \text{ s}$ , odnosno  $f_{0,X} = 1,9 \text{ Hz}$

#### 4.5 Dimenzioniranje

Proces dimenzioniranja bit će prikazan samo za jedan zid dimenzija  $30 \times 380 \text{ cm}$  i proveden je u 9 koraka.

##### 4.5.1 Korak 1 – Izbor plastičnog mehanizma

Na mjestu upetosti treba nastati plastični zglob. Visina plastičnog zgloba prema EC8 za objekte do 6 katova je:  $h_{pl} = h = 320 \text{ cm}$

##### 4.5.2 Korak 2 – Dimenzioniranje na savijanje u plastičnom zglobu

Pri dimenzioniranju treba biti zadovoljen uvjet da su dilatacije na tlačnom rubu betonskog presjeka  $\varepsilon_{c,u} = 0,0035$ , da su na ukupnoj visini tlačnog područja betona naprezanja  $f_c' = 0,9(30 + 0,4 \cdot 4,5) = 28,6 \text{ N/mm}^2$ . Lokalni bruto postoci armiranja ne smiju biti manji od

$$\rho_{min} = \frac{0,8}{f_y} \left[ \frac{N}{\text{mm}^2} \right] \text{ niti veći od } \rho_{max} = \frac{16}{f_y}. \quad (7)$$

Lokalna bruto ploština betona odgovara onoj ploštini u kojoj su vertikalne armaturene šipke stabilizirane sponama. Kod primijenjenoga čelika za armiranje granicom popuštanja od  $460 \left[ \frac{N}{\text{mm}^2} \right]$

$$\rho_{min} = 0,17\% \quad \text{i} \quad \rho_{max} = 3,5\%$$

Visina naprezanja s naprežanjem na razini  $28,6 \text{ N/mm}^2$  jest:  $a \leq 0,85 \cdot X$ , gdje je  $X = 0,2 \cdot 380 = 76 \text{ cm}$ . Dimenzioniranjem se dobiju vrijednosti otpornosti betonskog presjeka.

##### 4.5.3 Korak 3 – Osiguranje stabilnosti zida u plastičnom zglobu

Da ne bi došlo do izvijanja uzdužne armature na kraju zida potrebno je ispuniti sljedeći uvjet u području plastičnog zgloba:

$$x \leq 4b, \quad (8)$$

$$431,25 < 4 \cdot 300 = 1200 \quad \Rightarrow \text{zadovoljava}$$

##### 4.5.4 Korak 4 – Osiguranje lokalne duktilnosti rotacije u plastičnom zglobu

Mjera duktilnosti rotacije u plastičnom zglobu jest relativna visina tlačnog područja. Za vrijednost globalne duktilnosti  $\mu_\Delta = 3$ , udaljenost neutralne osi od ruba poprečnog presjeka ne smije biti veća od  $x \leq 0,2l$ . Ispunjenje ovog uvjeta rezultira duktilnošću zakrivljenja od:  $\mu_\varepsilon = \mu_\phi \approx 6$

$$\Rightarrow 43,125 < 0,2 \cdot 380 = 76 = \text{zadovoljava}$$

Dobivamo:

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 4,6 / 2,1 = 0,22\%; \quad \varepsilon_{s,u} = 2,7\%$$

$\mu_e = \mu_\phi = \varepsilon_{s,u} / \varepsilon_y = 2,7 / 0,22 \approx 12,27 > 6,0$ ,  
što zadovoljava.

#### 4.5.5 Korak 5 – Stabiliziranje vertikalne armature u plastičnom zglobu

Vertikalna armatura rubnog ojačanja napregnuta na vlak u postelastičnom području mora razviti velike plastične dilatacije. Nakon promjene smjera naprežanja (ciklusa), armaturne šipke moraju najprije „poteći na tlak“ prije nego što se pukotine u potpunosti zatvore i aktivira tlačno područje betona. U ovoj fazi, koja je često praćena i odvajanjem zaštitnog sloja betona, rubna armatura redovito izgubi stabilnost i dolazi do njezina izvijanja. Da bi se ovaj fenomen izbjegnulo potrebno je ugraditi dodatne sponne za stabiliziranje rubne armature. Sponne moraju biti zatvorene kukom povijenom pod kutom od  $135^\circ$ .

Stabiliziranje se provodi u onim dijelovima nosivog sklopa za koje je ispunjen sljedeći kriterij:

$$\rho_l = \sum A_s / b \cdot s_v \geq 3 / f_y ;$$

$$60,48 / 2700 = 2,24\% > 3 / f_y = 0,65\% . \quad (9)$$

Iz ovoga slijedi da vertikalna rubna armatura mora biti stabilizirana sponama čiji se poprečni presjek određuje na sljedeći način:

$A_h = A_s \cdot f_{y,v} \cdot s_h / 16 \cdot f_{y,h} \cdot 100 [mm^2]$ , za iste vrijednosti naprežanja pri popuštanju za vertikalnu i horizontalnu armaturu  $f_{y,v} = f_{y,h} = 1,0$ , i za  $s_h = 120mm$  dobiva se ploština presjeka stabilizirajuće horizontalne armature (spona) kao:

$$A_h = 1,2 \cdot A_s / 16 , \text{ što u ovom slučaju znači}$$

$$1,2 \cdot 60,48 / 16 = 4,53cm^2 \text{ po sponi .}$$

Kako je spona u području rubnog ojačanja četverorezna, zadovoljava spona  $\phi 12 / 120mm \approx 452mm^2 \approx 453mm^2$ .

Da bi sponne učinkovito stabilizirale uzdužnu armaturu potrebno je ograničiti njihov međusobni razmak. Pokušima određen maksimalni razmak spona definiran je sa  $s_h \leq 6\phi$ .

To znači da je za  $\phi = 22$  mm maksimalni razmak spona 132 mm, a za  $\phi = 22$  mm maksimalni je razmak spona 120 mm stoga razmak spona od 120 mm zadovoljava.

#### 4.5.6 Korak 6 – Dimenzioniranje na posmik u plastičnom zglobu

Posmik ima u okviru metode kapaciteta nošenja izuzetnu važnost, jer se za osiguranje povoljnoga plastičnog mehanizma svakako mora izbjeći krhki slom. Otkazivanje na posmik je tipičan primjer krhkih lomova. Dimenzioniranje se provodi na maksimalnu moguću posmičnu silu, kako do otkazivanje poprečnog presjeka nikako ne bi došlo zbog prekoračenja nosivosti na poprečne sile.

Proračunska posmična sila se zbog toga povećava sa dva faktora:

- dinamičkim faktorom uvećanja i
- faktorom efektivne otpornosti u postelastičnom području

Dinamički se faktor određuje kako slijedi:

$$\omega_v = 0,9 + \frac{n}{10} , \text{ za zgrade niže od 6 katova odnosno}$$

$$\omega_v = 1,3 + \frac{n}{30} \leq 1,8 \quad (10)$$

za zgrade više od 6 katova. U konkretnom slučaju

$$\omega_v = 0,9 + \frac{6}{10} = 1,5$$

Faktor efektivne otpornosti u postelastičnom području obrađen je pod 3.2.2 i za betonske čelike B500C s odnosom naprežanja  $f_k / f_y = 580 / 460 = 1,26$

Povrh toga faktor ojačanja treba pomnožiti s vrijednošću faktora sigurnosti za čelik za armiranje  $\gamma_M = 1,15$ , što u konačnici rezultira vrijednošću:

$$\Phi_{0,w} = 1,26 \cdot 1,15 = 1,45 \quad (11)$$

Proračunska je posmična sila:

$$V_\omega = \omega_v \cdot \Phi_{0,w} \cdot V_E = 1,5 \cdot 1,45 \cdot 1584,5 = 3446kN \quad \text{ili}$$

$$1723kN \text{ po zidu}$$

Proračunska otpornost na posmik na smicanje presjeka armiranog obostrano sa  $\phi 10 @ 120$  jest:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{sd} \cdot ctg \alpha = \frac{78,5 \cdot 2}{120} \cdot 0,9 \cdot 3550 \cdot 460 \cdot 1 =$$

$$= 1921kN > 1723kN = \text{zadovoljava}$$

Kontrola tlačne dijagonale:

$$V_{Rd,c} = b_w \cdot z \cdot k_c \cdot f_{cd} \cdot \sin \alpha \cos \alpha =$$

$$= 300 \cdot 0,9 \cdot 3550 \cdot 0,4 \cdot 28,6 \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos 45^\circ =$$

$$= 5,48MN > 1,723MN = \text{zadovoljava}$$

#### 4.5.7 Korak 7 – Dimenzioniranje elastičnog područja

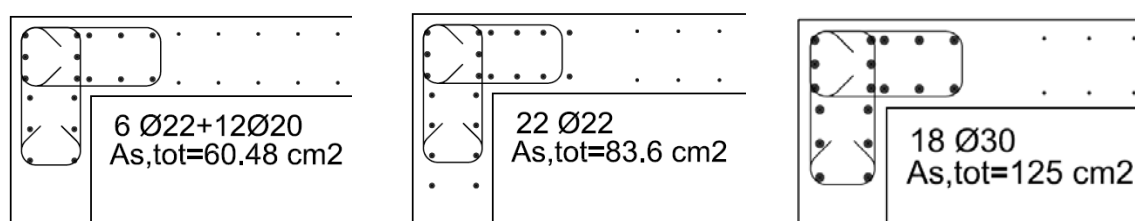
Dimenzioniranje elastičnog područja izvodi se na uobičajen način.

#### 4.5.8 Korak 8 – Dimenzioniranje na posmik u elastičnom području

U elastičnom području provodi se konvencionalno dimenzioniranje na posmik s povećanom posmičnom silom.

Veličina je posmične sile na razini iznad plastičnog zgloba praktički jednaka onoj u plastičnom zglobu (razlikuju se za  $0,5(1,45 \cdot 1,5 \cdot 75,5) = 82kN$ ). Zbog toga će horizontalna





Slika 8. a) usporedba rezultata za presjeke dimenzionirane metodom kapaciteta nosivosti za faktor ponašanja  $q = 3$ ; b) za presjeke dimenzionirane konvencionalnom metodom za isti faktor ponašanja  $q = 3$  i c) uobičajeni postupak dimenzioniranja konvencionalnom metodom za faktor ponašanja  $q = 2$

armatura  $\phi 10@120$  biti zadržana u sljedeća dva kata, sve do vrijednosti sile od

$$V_{\omega} = \omega_v \cdot \Phi_{o,w} \cdot V_E = 1,5 \cdot 1,45 \cdot (1131 \cdot 0,5) = 1230,8 \text{ kN}.$$

Iznad razine  $h = 9,6 \text{ m}$  do vrha zgrade usvaja se horizontalna armatura  $\phi 10@150$ .

#### 4.5.9 Korak 9 – Stabiliziranje vertikalne armature u elastičnom području

Stabiliziranje uzdužne armature u elastičnom području potrebno je u dijelovima zida gdje je zadovoljen uvjet:

$\rho_l = \sum A_s / b \cdot s_v \geq 3 / f_y = 0,65\%$ . Kako je lokalni postotak armiranja uzdužnom armaturom veći od  $0,65\%$  u drugom, trećem i četvrtom katu u sljedeća je tri kata potrebno sponama stabilizirati armaturu rubnog ojačanja.

Za hrbat vrijedi uvjet:

$$\rho_l = \frac{\sum A_{spona}}{b_w \cdot s} = \frac{2 \cdot 113}{300 \cdot 150} = 0,5\% < 0,65\%,$$

pa stabiliziranje vertikalne armature hrpta nije potrebno.

### 5 Usporedba klasične metode i metode kapaciteta nosivosti

Usporedba ponašanja konstrukcije dimenzionirane klasičnom metodom i metodom kapaciteta nosivosti na konkretnom primjeru zorno je prikazana na slici 8. Ovdje treba reći da se klasična metoda dimenzioniranja ne može uporabiti za faktore ponašanja veće od tri, dakle  $q \leq 3,0$ , dok se metoda kapaciteta nosivosti primjenjuje upravo za područja za  $3 \leq q \leq 5$

### LITERATURA

- [1] Bachmann, H.: *Erdbebensicherung von Bauwerken*, Birkhäuser-verlag, 1995
- [2] Paulay, T.; Bachman, H.; Moser, K.: *Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten*, Birkhäuser, 1989
- [3] SIA D 0171, Bachman, Dazio, Bruchez, Mittaz, Peruzzi, Tissieres.: *Erdbeebngerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden*, SIA Zürich, 2002
- [4] SIA D 0191, Lestuzzi at all, *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Einwirkung auf Tragwerke* SIA Zürich, 2004
- [5] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1- Part 6

Tablica 4. Usporedba ponašanja konstrukcija dimenzioniranih klasičnom metodom i metodom kapaciteta nosivosti u slučaju potresa

Ponašanje konstrukcije u slučaju potresa	
Konstrukcije dimenzionirane konvencionalno	Konstrukcije dimenzionirane metodom kapaciteta nosivosti
<ul style="list-style-type: none"> <li>Plastifikacija presjeka moguća manje-više svugdje</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Plastifikacija moguća samo u svjesno odabranim zonama</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>Plastični mehanizam je slučajan i nepoznat</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Plastični mehanizam je povoljan i poznat</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>Lokalna duktilnost u plastificiranim zonama je izrazito različita, a globalna je duktilnost općenito mala i nije detaljnije poznata</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Lokalna duktilnost u plastificiranim zonama i globalna duktilnost nosivog sklopa međusobno su usklađene i odgovaraju računskom razredu duktilnosti za konkretan tip konstrukcije</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>Ponašanje u slučaju potresa nije detaljnije poznato</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ponašanje u slučaju potresa je dobro poznato</li> </ul>
Ograničeni stupanj zaštite od rušenja	Visok stupanj zaštite od rušenja

U tablici 4. uspoređena su pojedinačna svojstva metoda rabljenih pri dimenzioniranju armiranobetonskih presjeka na potresna djelovanja. Na kraju je izveden kvalitativni zaključak o postignutom stupnju zaštite ostvarenom primjenom dviju analiziranih metoda.